Chapitre IV : Conception de futur réseau d'AEP de Theniet Ennasr W de BBA

IV.1 Introduction :

Apres avoir étudié le réseau existant de l'alimentation en eau potable de la ville de Theniet Ennasr, il s'avère nécessaire d'améliorer les conditions de distribution en projetant un nouveau schéma directeur en tenant compte de l'extension urbaine de cette ville.

IV.2 La Démographie :

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie.

Donc l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons.

D'après le recensement effectué par les services concernés RGPH en 2008, la population de centre Theniet Ennasr est estimé à 2373 habitants. L'objet de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable d'ici l'an 2050.

IV.3 Estimation de la population à différents horizons :

l'évolution démographique est donnée par la relation suivant :

$$P_n = P_0(1+\tau)^n \quad \text{[ha]} \quad \text{(IV.1)}$$

Où:

- $\mathbf{P_n}$: population future à l'horizon considéré
- $\mathbf{P_0}$: Population à l'année de référence (2373 hab de 2008)
- **t :** taux d'accroissement annuel de la population en %
- **n** : nombre d'année séparant l'année de référence à l'horizon considéré

D'après le **PDAU** le taux d'accroissement du centre de Theniet Ennasr est estimé à 2.5%

Tableau IV.1 Evolution de la population pour différents horizons

année	2008	2015	2030	2050
Population	2373	2821	4085	6694

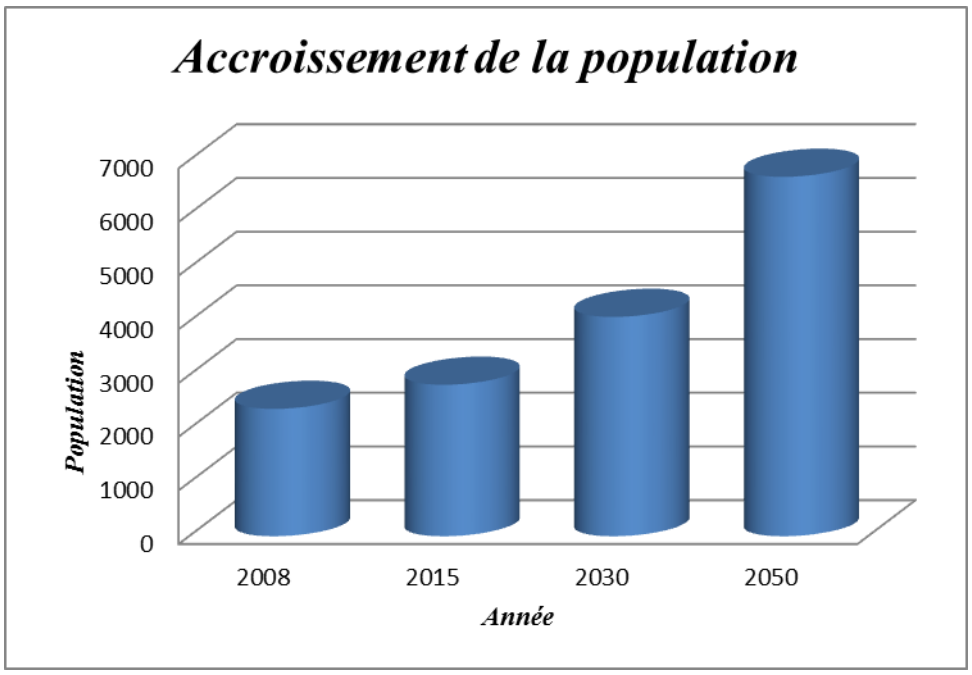


Figure IV.1 L'accroissement de la population de Theniet Ennasr (2008-2050)

IV.4 Estimation des besoins journaliers :

Les besoins journaliers sont calculés comme suit :

$$Q_{moyj} = \frac{(Qi * N_i)}{1000} \quad [m^3/j] \quad (IV.2)$$

Avec :

- $\mathbf{Q_{moyj}}$,: consommation moyenne journalière en m^3/j
- $\mathbf{Q_i}$: dotation journalière pour chaque catégorie en l/j/catégorie
- $\mathbf{N_i}$: nombre de consommateurs

IV.5 Besoins en eau par catégorie pour différents horizons :

IV.5.1 Besoins domestiques :

La consommation en eau dépend du confort et des habitudes de la population. Dans notre cas, nous prenons une dotation égale à **89/l/j/ha. (**Theniet Ennasr est un zone urbaine)

Tableau IV.2 Evaluation des besoins domestiques

année	Population (hab)	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy.j}$ (m^3/j)
2008	2373	89	211.197
2015	2821	89	251.069
2030	4085	137	559.645
2050	6694	158	1057.652

IV.5.2 Besoins administratifs :

Tableau IV.3 Evaluation des besoins administratif (Source : APC)

Equipement	unité	nombre	Dotation (l/j/hab)	Qmoyj (m^3/j)
APC	employé	55	10	0,55
Recette PTT	employé	6	10	0,06
Proximité de DSA	employé	5	10	0,05
Garde communale	Unité	1	200	0,2
Gendarmerie	unité	1	3000	3
Totale				3.86

IV.5.3 Besoins scolaires :

Tableau IV.4 Evaluation des besoins scolaires

Equipement	unité	Nombre	Dotation (l/j/hab)	Qmoyj (m^3/j)
Primaire	élève	360	20	7,2
C.E.M	élève	592	30	17,76
Lycée	élève	298	30	8,94
Annexe CFPA	élève	20	30	0,6
Totale				34.5

Source : PDAU et APC

IV.5.4 Besoins sanitaires :

Tableau IV.5 Evaluation des besoins sanitaires

Equipement	unité	nombre	Dotation (l/j/hab)	Qmoyj (m3/j)
Polyclinique	patient	40	50	2
Totale				2

Source : APC et enquête sur terrain

IV.5.5 Besoins socioculturel et sportif :

Tableau IV.6 Evaluation des besoins socioculturel et sportif

Equipement	unité	nombre	Dotation (l/j/hab)	Qmoyj (m^3/j)
maison de jeune	unité	1	300	0,3
mosquée	Fidèle	700	10	7
Totale				7.3

IV.6 Récapitulation des besoins en eaux de Theniet Ennasr :

Les besoins totaux en eaux de Theniet Ennasr sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 Récapitulation des besoins en eaux de Theniet Ennasr

Catégorie des besoins	Qmoyj (m^3/j)
Besoins domestiques	1057.652
Besoins administratifs	3.86
Besoins scolaires	34.5
Besoins sanitaires	2
Besoins socioculturel et sportif	7.3
Pourcentages des besoins des futurs équipements	42.41
Totale	1147.72

D'après le tableau IV.10, les besoins futur (à l'horizon de l'étude) sont estimées à **1147.72m^3 /j**

$$Q_{moy,j} = 1147.72 m^3 / j \Rightarrow 13.28 l / s$$

IV.7 Etude des variations de la consommation :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement.

La méthode la plus valable pour la détermination du régime de consommation est l'étude en analysant le fonctionnement du système de distribution dans l'agglomération existante.

Par analogie avec cette méthode on adopte un régime ou bien un graphique de consommation d'eau pour l'agglomération considéré.

IV.7.1 Variation des débits de consommation dans le temps :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population

IV.8 Coefficient d'irrégularité :

IV .8.1 Coefficient d'irrégularité maximale (Kmax j) :

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de **Qmaxj** sur le **Qmoyj**, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport suivant :

$$K_{\max\ j} = \frac{Q_{\max\ j}}{Q_{moyj}} \qquad \text{(IV.3)}$$

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par **Kmaxj**

Avec :

$Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier

$Q_{moy.j}$: Débit de consommation moyen journalier

La valeur de **$K_{max,j}$** varie entre [**1,1 - 1,3**]. Pour notre cas on prend **$K_{max,j}$ =[1.3]**

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

IV .8.2 Coefficient d'irrégularité maximale horaire (Kmax, h) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe. Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \qquad \text{(IV.5)}$$

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, il varie de [**1,2-1,5]** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend α_{max} **= [1,30].**

β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau IV .11 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau IV .8 Le coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
B_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **6694 hab.**, donc β_{max} **= 1,38**

$K_{max,h} = 1.30 * 1.38 = 1.79$ ➔ $\boxed{K_{max,h} = 1.79}$

IV.9 Détermination des débits journaliers :

IV.9.1 Consommation maximale journalière (Qmax, j) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage.

Ce débit est donné par :

$$Q\max\, j = K\max\, j * Qmoy, j \quad [m^3/j] \quad (IV.7)$$

- $Q\max\, j$: débit maximum journalier en m^3/j
- $Qmoy, j$: débit moyen journalier en m^3/j
- $K_{max, j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière

Donc : $Q\max\, j = 1.3 * 1147.72 = 1492.04\ m^3/j$ ➔ $\boxed{Q\max\, j = 1492.04 m^3 / j}$

IV.10 Détermination de débit de pointe :

La détermination de débit de pointe s'effectué en fonction du nombre d'habitants, du degré de développement de l'installation sanitaire et du régime de consommation. Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Qp = Q_{moy.j} * K_P \quad \text{[L/S]} \quad \text{(IV.9)}$$

Avec :

- **Q_P :** Débit de pointe **l/s**
- **K_p :** Coéfficient de pointe

Ce coefficient permet de déterminer le débit de pointe, il est calculé par la formule suivante :

$$K_P = K_{\max.j} * K_{\max.h} \quad \text{(IV.10)}$$

Donc : $K_P = 1.3 * 1.79$ ➔ $\boxed{K_P = 2.33}$

On trouve $Qp = 1147.72 * 2.33$ ➔ $\boxed{Qp = 30.95 l/s}$

$Q_{pt} = Q_P + Q_{inc}$ $\qquad Q_{pt} = 47.95 l/s$

IV.11 Détermination des débits horaires :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

IV.11.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{\max j}}{24} \quad [m^3/h] \quad \text{(IV.11)}$$

Avec :

- **$Q_{moy,h}$** : débit moyen horaire en m^3/h
- **$Q_{max,j}$** : débit maximum journalier en m^3/j

On à donc : $Q_{moy,h} = \frac{1492.04}{24} = 62.17\ m^3/h$ ➔ $\boxed{Q_{moy,h} = 62.17 m^3/h}$

IV.11.2 Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$K_{\max h} = \frac{Q_{\max h}}{Q_{moy.h}} \quad \rightarrow \quad Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{moy.h} \quad [m^3/h] \quad (IV.12)$$

Avec :

- **$Q_{moy,h}$** : débit moyen horaire en m^3/h
- **$K_{max, h}$** : coefficient de pointe
- **$Q_{max, h}$** : débit max horaire en m^3/h

On a donc : $Q_{\max h} = 1.79 * 62.17$ ➔

$$\boxed{Q_{\max h} = 111.284 m^3 / h}$$

IV.12 Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau des conduites à utiliser est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes…etc.) **(André ,1981)**.

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte , le PVC et le PEHD

IV.12.1 Tuyaux en fonte :

Ces conduites présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes.
- Bonne résistance à la corrosion.
- Très rigides et solides

L'inconvénient est que les tuyaux en fonte sont très lourds, très chers et ne sont pas disponible sur le marché national.

IV.12.2 Tuyaux en acier :

Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose

- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement)

Leur inconvénient est la corrosion.

IV.12.3 Tuyaux en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié) :

- Bonne résistance à la corrosion
- Disponible sur le marché
- Une pose de canalisation facile

Leur inconvénient est le risque de rupture

IV.12.4 Tuyaux en PEHD (Polyéthylène haute densité) :

- Bonne résistance à la corrosion
- Disponible sur le marché
- Faible pertes de charges
- Résistants aux ondes (coup de bélier)
- Flexible
- Légèreté facilitant la pose
- N'altère pas les qualités de l'eau potable

Leur inconvénient est la technique spéciale de montage

Remarque :

Dans notre projet on opte pour des conduites en PEHD

IV.13 Calcul du réseau de distribution :

Le calcul du réseau de distribution se fera pour le cas suivants :

- Cas de pointe plus incendie

En premier lieu nous ferons le calcul du réseau tel qu'il est, c'est à dire prendre les mêmes diamètres existants.

Les vitesses inférieures à 0.5 m/s sont considérées comme étant des vitesses faibles qui favorisent la formation des dépôts

L'intervalle des pressions acceptables est limité entre 2 et 6 bars.

Les valeurs supérieures à 6 bars sont considérées comme des surpressions, donc il faut éviter ces pressions qui risquent de créer des fuites.

IV.14 Calcul des pertes de charge :

IV.14.1 Calcul des pertes de charge linéaire :

Les pertes de charge linéaire sont déterminées à partir de la formule de **DARCY-WEISBACH :**

$$\Delta H_L = \frac{L\lambda V^2}{2gD} \quad [\text{m}] \quad \text{(IV.13)}$$

Où V : est la vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur.(g = 9,81m/s2)

L : longueur de la conduite (m)

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge), donné par la formule de **COLBROOK**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0{,}86Ln\left(\frac{\varepsilon}{3{,}7D} + \frac{2{,}51}{\text{Re}\sqrt{\lambda}}\right) \quad \text{(IV.14)}$$

Re : nombre de **REYNOLDS**

ε : rugosité absolue (mm) des conduites, pour PEHD on prend ε =0.01mm

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu}$$

V : vitesse d'écoulement (m/s).

ν : Viscosité cinématique de l'eau, à 20°C $\nu = 1.01\times10^{-6} m^2/s$

IV.14.2 Les pertes de charge singulières :

Généralement les pertes de charge singulières sont estimées dans les réseaux à 10-15% **(Mémoire de fin d'étude Doumi, 2013)** des pertes de charge linéaires.

On prend $$\Delta H_S = 15\%\Delta H_L$$

IV.14.3 Pertes de charge totale :

La perte de charge totale est la somme des pertes de charge linéaires et singulières

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = 1{,}15\Delta H_L \quad [\text{m}] \quad \text{(IV.15)}$$

IV.14.4 Calcul du coefficient de frottement linéaire :

Le calcul du coefficient de frottement linéaire se fait comme suit :

En première approximation la valeur de λ est déterminée par formule de **NIKURADZE**

$$\lambda = \left(1{,}14 - 0{,}86 Ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2} \quad \text{(IV.16)}$$

Puis on calcul la valeur approchée du coefficient de frottement par la formule de **COLBROOK**

IV.15 Détermination des débits du réseau mixte :

La détermination des débits dans un réseau mixte s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons

- la longueur de chaque tronçon du réseau mixte
- les débits en routes pendant les heures considérées
- les débits spécifiques en considérant les débits en routes
- connaissant le débit en route, on détermine les débits aux nœuds.

IV.15.1 Débit spécifique :

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique Q_{spi} comme suit : $$Q_{spi} = \frac{Qp}{\sum l_i} [l/s/ml] \quad \text{(IV.17)}$$

Avec : Q_r : débit en route

$\sum l_i$: Somme des longueurs des tronçons en route, elle est égale à 13608,39 **m**

IV.15.2 Débit en route :

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \qquad \text{[l/s]} \quad \text{(IV.18)}$$

Avec : Q_{cons} : le débit consommé (heure de pointe)

Q_{conc} : Débit concentré

IV.15.3 Débit aux nœuds :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de conduite ayant en commun les nœuds considérés, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0{,}5\sum Q_r + \sum Q_{conc} \qquad [l/s] \quad (IV.19)$$

Avec Q_{ni} : est le débit au nœud

$\sum Q_{conc}$: est la somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré

Les débits du réseau de distribution de la ville Theniet Ennasr sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.9 Exemple de calcul des débits des nœuds

nœud	longueur	Q SP	Q r	$\sum Qr$	Qn
191	38,45	0,0034	0,131	2,504	1,25
	360,66		1,226		
	337,25		1,147		
195	38,45		0,131	0,712	0,36
	92,84		0,316		
	78,23		0,266		
194	78,23		0,266	0,825	0,41
	101,35		0,345		
	62,96		0,214		
192	62,96		0,214	0,214	0,11
169	45,53		0,155	0,369	0,18
	45,55		0,155		
	17,37		0,059		
167	45,55		0,155	0,540	0,27
	113,39		0,386		
163	23,47		0,080	0,107	0,05
	8,13		0,028		
165	113,39		0,386	0,386	0,19

IV.16 Méthode de calcul :

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution est celle de **HARDY CROSS** effectuée par le logiciel de simulation EPANET. Ce dernier peut prendre en charge jusqu'à 98 tronçons, 95 nœuds et 4 ouvrages de stockage.

Les résultats des calculs sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau IV.10 calcul hydraulique des tronçons de la zone 4

N°T	Longueur m	Diamètre mm		Débit LPS	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
		Existant	Projetés			
Tuyau p86	92,98	160	110	1,11	0,12	0,18
Tuyau p87	31,82	90		0,74	0,12	0,24
Tuyau p98	93,79	160	110	15,98	1,68	21,71
Tuyau p102	19,57	90		1,7	0,27	1,01
Tuyau p108	21,19	63		0,48	0,15	0,61
Tuyau p109	83,59	40		0,14	0,11	0,63
Tuyau p114	62,17	50	32	0,11	0,14	1,19
Tuyau p127	60,33	63	32	0,1	0,12	1,01
Tuyau p128	33,52	160	110	8,8	0,93	7,31
Tuyau p175	28,54	160		5,4	0,27	0,5
Tuyau p176	23,47	160	32	0,04	0,06	0,21
Tuyau p179	12,74	160		5,31	0,26	0,48
Tuyau p182	17,37	50	90	-4,3	0,68	5,29
Tuyau p183	96,38	40		0,6	0,48	7,8
Tuyau p184	80,39	40		0,16	0,13	0,79
Tuyau p242	15,13	90		0,66	0,1	0,2

Résumé :

- Notre réseau est mixte composé des plusieurs ramifications
- La longueur totale des tronçons pour le réseau projeté de la ville Theniet Ennasr: L_{totale}=13608,39 m
- Les diamètres utilisés sont compris entre (32 – 160) mm

Le tableau suivant représente les pourcentages des diamètres utilisés

Tableau IV.11 les pourcentages des diamètres utilisés pour réseau projeté

Diamètre (mm)	32	40	50	63	75	90	110	160
Pourcentage %	13.96	17.65	7.76	9.74	4.33	10.23	26.80	9.52

- Le nombre des tous les tronçons est 98
- Le nombre des tous les nœuds est 96

IV.17. Résultats de calcul hydraulique de réseau :

- calcul de vitesse
- calcul de pertes de charges
- calcul de pression

IV.17.1. Cas de pointe :

IV.17.1.1. Calcul de vitesse :

Tableau IV.12 Les vitesses de tous les tronçons

Vitesse (m/s)	**0 - 0.1**	**0.1 - 0.5**	**0.5 - 1**	**1 – 2**	**> 2**	**Totale**
La somme des longueurs m	1263.53	6490.11	1329.82	4524.93	0	**13608.39**
Pourcentage(%)	9.28	47.69	9.77	33.25	0	

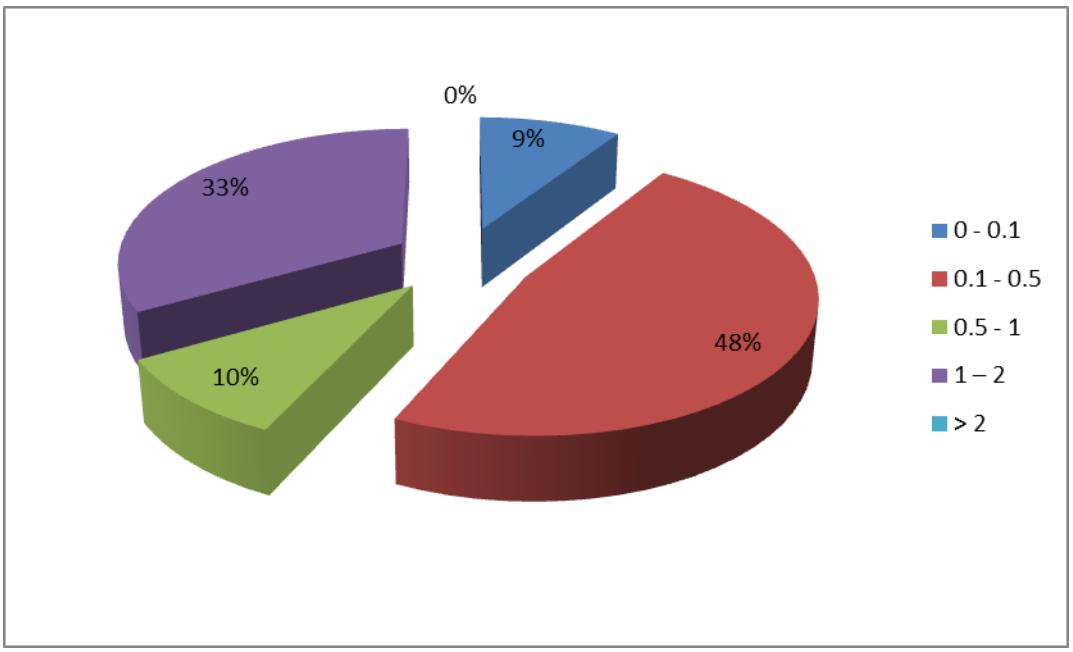


Fig. IV.2 Secteur de la vitesse pour le réseau projeté de Theniet Ennasr

IV.17.1.2. Calcul des Pertes de Charge :

Tableau IV.13 Les Pertes de Charges de tous les tronçons

P.D.C (m/km)	0-5	5-10	10-20	**Totale**
La somme des longueurs m	8258.23	850.39	4499.77	13608,39
Pourcentage(%)	60.68	6.25	33.07	100

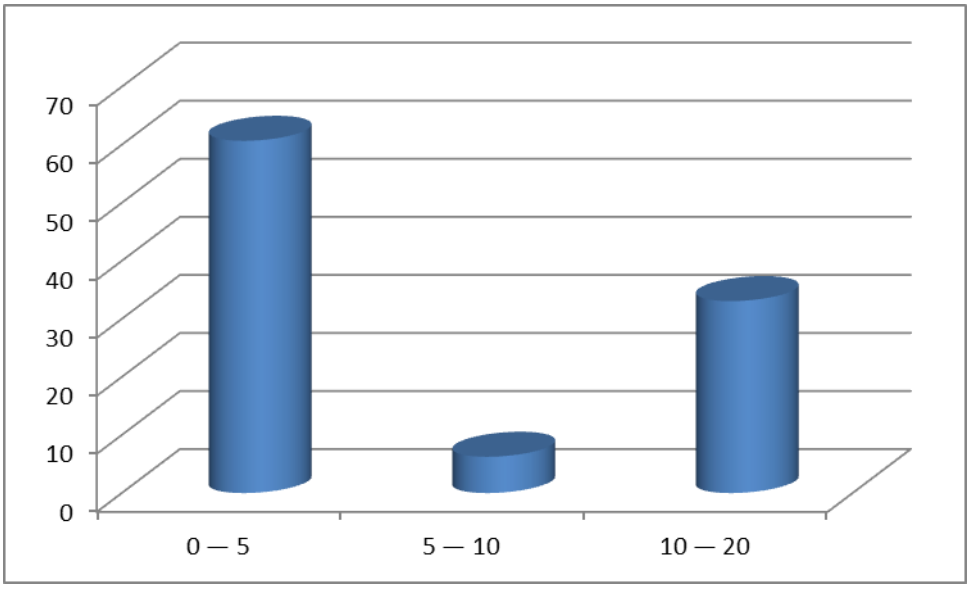


***Fig.* IV.3** Histogramme de la perte de charge dans le réseau projeté de Theniet Ennasr

IV.17.1.3. Calcul de la Pression :

Tableau IV.14 Les résultats des pressions de Theniet Ennasr

Pression (bar)	**0 - 5**	**5 - 8**	**8 - 10**	**10 – 12**	**> 12**	**Totale**
La nombre des nœuds	8	47	36	5	0	**96**
Pourcentage(%)	8.33	48.96	37.50	5.21	0	**100**

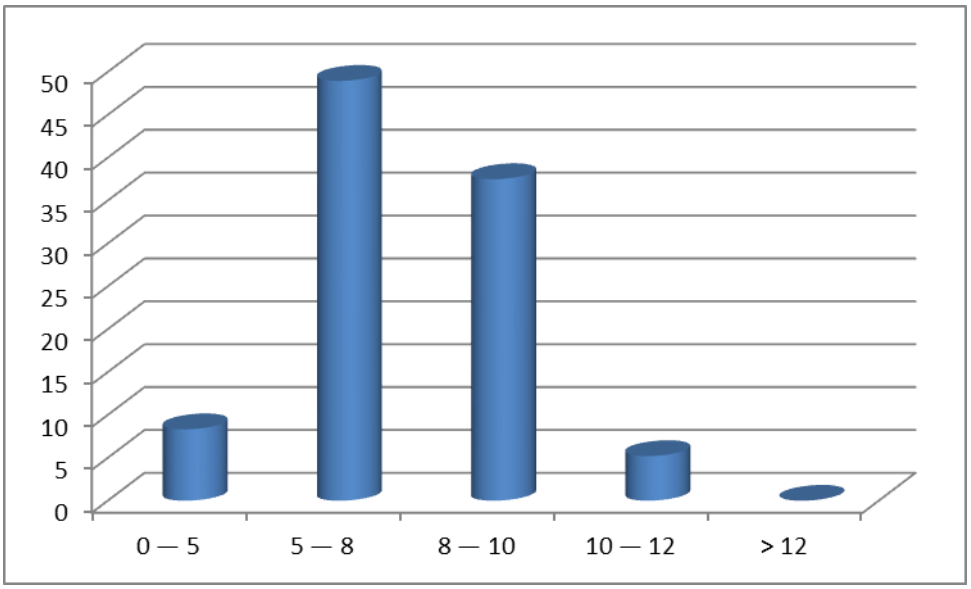


Fig. IV.4 Histogramme de la pression de Theniet Ennasr

Remarque :

- Les résultats des Pressions du service sont récapitulés l'annexe N°1
- Les résultats de calcul hydraulique (débit, vitesse, Pert de Charge,……ext.) sont récapitulés àl'annexe N°2

IV.18 Devis estimatifs :

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminé les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain, le coût est calculé en multipliant le volume des travaux par le prix unitaire.

Pour notre projet on prévoit les travaux suivants :

- Réhabilitation de quelques tronçons du réseau de distribution existant.
- Réalisation du réseau d'extension.

IV.18.1 Les opérations pour la réalisation du réseau sont les suivant :

- Travaux de terrassement pour la réalisation des tranchées.
- pose du lit de sable.
- Pose des conduites.
- Travaux de remblaiement de la tranche

IV.18.2 La profondeur (Htr) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \text{ [m]} \quad \text{(IV.21)}$$

D'où :

Htr : profondeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

h : hauteur sur la génératrice supérieur de la conduite elle est entre 80 et 120cm on prend $\mathbf{h_1=1m}$.

$\mathbf{h_1}$: épaisseur du lit de pose $\mathbf{h_1 = 0,1\ m \Rightarrow H_{tr} = D+1,1\ (m).}$

IV.18.3 Largeur de la tranche :

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte de conduite, faciliter la travaux et aussi permettre le compactage du remblai. Elle est calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant **30 cm** d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0.6 \text{ [m]} \quad \text{(IV.22)}$$

b : largeur de la tranchée

D : diamètre de la conduite

IV.18.4 Calcul du volume de déblai :

Selon la largeur du godet de la pelle choisie, les volumes excavés pour chaque type de diamètre seront :

$$V_d = b * H_{tr} * L \quad [m^3] \quad \text{(IV.23)}$$

Avec :

Htr : profondeur totale de la tranchée (m)

b : largeur du fond de la tranchée (m)

L : la longueur de conduite (m).

Le tableau suivant donne le volume de déblai

Tableau IV.15 Calcul du volume de déblai

N°	Diamètre (m)	Longueur (m)	Htr (m)	b (m)	V déblai (m^3)
1	0,032	1900,05	1,132	0,632	1359,34
2	0,04	2401,24	1,14	0,64	1751,94
3	0,05	1056,65	1,15	0,65	789,85
4	0,063	1325,5	1,163	0,663	1022,05
5	0,075	589,52	1,175	0,675	467,56
6	0,09	1392,72	1,19	0,69	1143,56
7	0,11	3647,46	1,21	0,71	3133,53
8	0,16	1295,25	1,26	0,76	1240,33
Volume totale de déblai					10908,17

IV.18.5 Calcul du volume de sable :

$$V_{ts} = \sum b_i.e.Li \qquad \text{Avec} \quad e = 0.1m \,[m^3] \quad \text{(IV.24)}$$

À partir du tableau suivant on tire la valeur du volume de sable

Tableau IV.16 Calcul du volume de sable

N°	Diamètre (m)	Longueur(m)	b (m)	e (m)	V sable (m3)
393	0,032	1900,05	0,632	0,1	120,08
395	0,04	2401,24	0,64	0,1	153,68
396	0,05	1056,65	0,65	0,1	68,68
397	0,063	1325,5	0,663	0,1	87,88
398	0,075	589,52	0,675	0,1	39,79
414	0,09	1392,72	0,69	0,1	96,10
415	0,11	3647,46	0,71	0,1	258,97
416	0,16	1295,25	0,76	0,1	98,44
Volume totale de sable					923,62

IV.18.6 Calcul du volume du remblaiement des tranchées :

$$V_r = V_d - V_C - V_S \qquad [m^3] \quad \text{(IV.25)}$$

D'où :

$\mathbf{V_r}$: Volume total des remblais (m^3).

$\mathbf{V_d}$: volume total des déblais (m^3).

$\mathbf{V_c}$: volume total occupé par les conduites (m^3).

$\mathbf{V_s}$: volume total de sable pour le lit de pose de la conduite (m^3).

Avec : $$V_c = S.L = \frac{\pi D^2}{4}.L$$ (D : varie)

Tableau IV.17 Calcul du volume de remblais

N°T	Diamètre (m)	Longueur(m)	V déblai (m3)	V sable (m3)	V conduite (m3)	Vremblais(m3)
393	0,032	1900,05	1359,34	120,08	1,53	1237,73
395	0,04	2401,24	1751,94	153,68	3,02	1595,25
396	0,05	1056,65	789,85	68,68	2,07	719,09
397	0,063	1325,5	1022,05	87,88	4,13	930,04
398	0,075	589,52	467,56	39,79	2,60	425,17
414	0,09	1392,72	1143,56	96,10	8,86	1038,61
415	0,11	3647,46	3133,53	258,97	34,65	2839,92
416	0,16	1295,25	1240,33	98,44	26,03	1115,86
Volume totale			10908,17	923,62	82,88	9901,67

Les résultats d'estimation du coût sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 Devis estimatif et quantitatif du projet

Désignation	Unité	Quantité	Prix unité	Montant DA
1) Volume de déblai	m3	10908,17	200,00	2 181 634,00
2) Volume de lit de sable	m3	923,62	1 500,00	1 385 430,00
3) Volume de remblais	m3	9901,67	170,00	1 683 283,90
4) Fourniture et Pose des conduites			-	-
Ø32mm PN10	ML	1806,79	81,90	147 976,10
Ø40mm PN10	ML	2195,23	117,00	256 841,91
Ø50mm PN10	ML	1056,65	175,50	185 442,08
Ø63mm PN10	ML	1131,31	245,70	277 962,87
Ø75mm PN10	ML	589,52	345,15	203 472,83
Ø90mm PN10	ML	1392,72	432,90	602 908,49
Ø110mm PN11	ML	3647,46	666,90	2 432 491,07
Ø160mm PN12	ML	1295,25	1 521,00	1 970 075,25
4) Fourniture et Pose des conduites			-	-
Ø32mm PN16	ML	93,26	128,70	12 002,56
Ø40mm PN16	ML	206,01	152,10	31 334,12
Ø63mm PN16	ML	194,19	374,40	72 704,74
5) Fourniture et Pose des Accessoires			-	-
Vanne DN 160 PN16	U	1	18 954,00	18 954,00
Poteau d'incendie			-	-

Convergent DN 160/110	U	1	1 989,00	1 989,00
Convergent DN 90/40	U	4	1 404,00	5 616,00
Convergent DN 160/40	U	3	2 574,00	7 722,00
Convergent DN 110/40	U	7	3 042,00	21 294,00
Convergent DN 40/32	U	4	2 925,00	11 700,00
Convergent DN 63/32	U	2	585,00	1 170,00
Té DN 160/160/160	U	2	4 212,00	8 424,00
Té DN110/110/110	U	9	3 861,00	34 749,00
Té DN 90/90/90	U	3	2 340,00	7 020,00
Té DN 63/63/63	U	2	936,00	1 872,00
Té DN 50/50/50	U	1	760,50	760,50
Té DN 40/40/40	U	6	468,00	2 808,00
Té DN 32/32/32	U	4	292,50	1 170,00
Té DN 160/90/160	U	5	4 212,00	21 060,00
Té DN 110/90/110	U	1	4 212,00	4 212,00
Té DN 110/63/110	U	2	4 680,00	9 360,00
Té DN 90/75/90	U	2	2 047,50	4 095,00
Té DN75/50/75	U	2	1 521,00	3 042,00
Té DN 63/50/63	U	4	877,50	3 510,00
Coude de 45 degrés			-	-
Ø160mm	U	10	2 808,00	28 080,00
Ø110mm	U	18	2 457,00	44 226,00
Ø90mm	U	8	2 223,00	17 784,00
Ø63mm	U	4	7 020,00	28 080,00
Ø50mm	U	1	2 340,00	2 340,00
Ø40mm	U	15	1 170,00	17 550,00
Ø32mm	U	5	1 170,00	5 850,00
Coude de 90 degrés			-	-
Ø110mm	U	3	2 925,00	8 775,00
Ø90mm	U	1	1 638,00	1 638,00
Ø75mm	U	1	1 053,00	1 053,00
Ø50mm	U	6	666,90	4 001,40
Ø40mm	U	9	468,00	4 212,00
Ø32mm	U	4	187,20	748,80
Somme				11 778 425,61
TVA17%				2 002 332,35
TOTAL				13 780 757,97

IV.19 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné et simulé le réseau d'AEP de la ville de Theniet Ennasr à l'horizon 2050 en se basant sur les besoins estimés à cet horizon.

Cette étude permettra d'améliorer le fonctionnement du réseau existant, pour satisfaire la population de la ville à l'horizon 2050

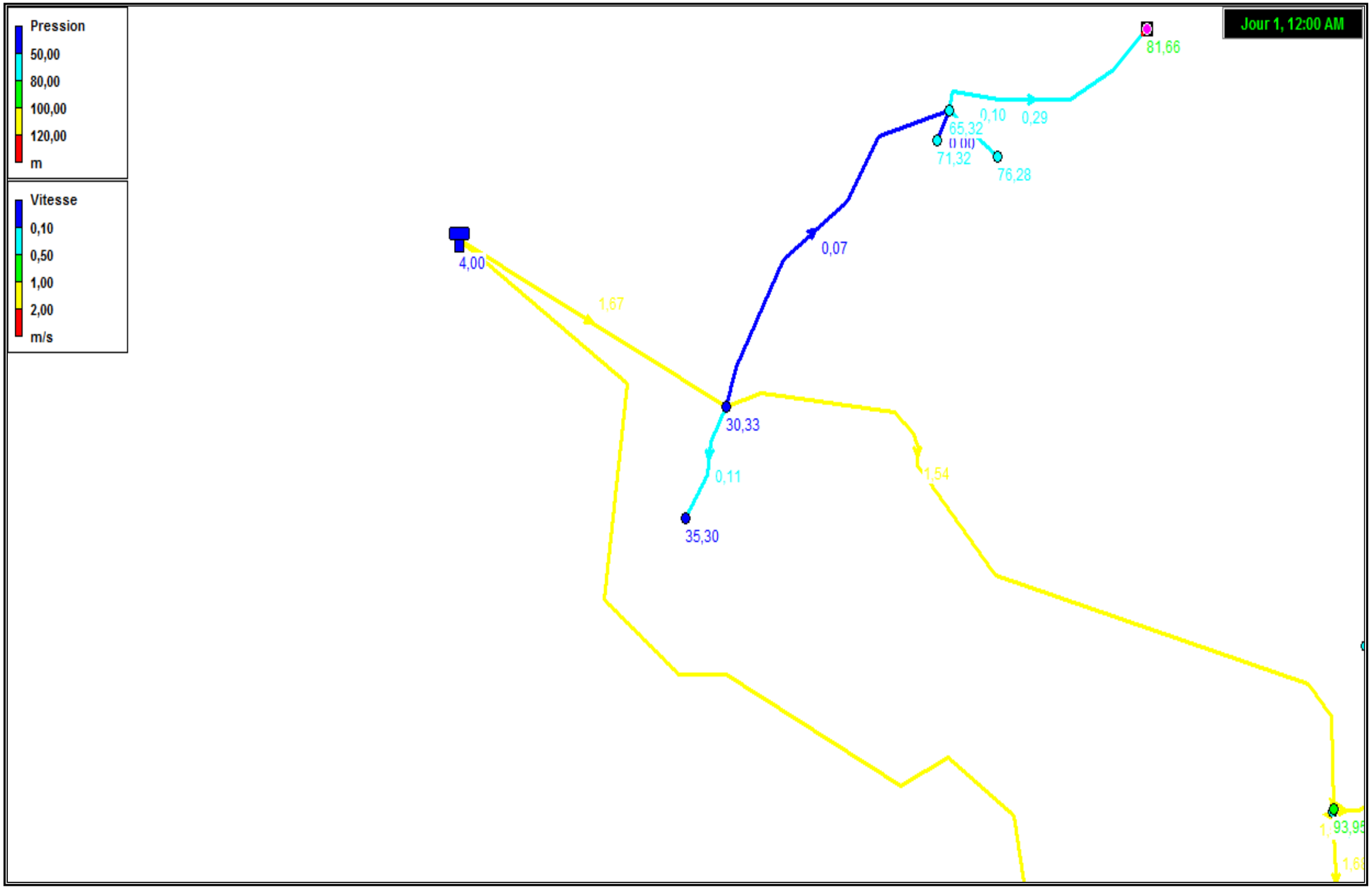


Figure IV.5 Réseau d'AEP de la ville Theniet Ennasr à l'horizon 2050 (zone 1)

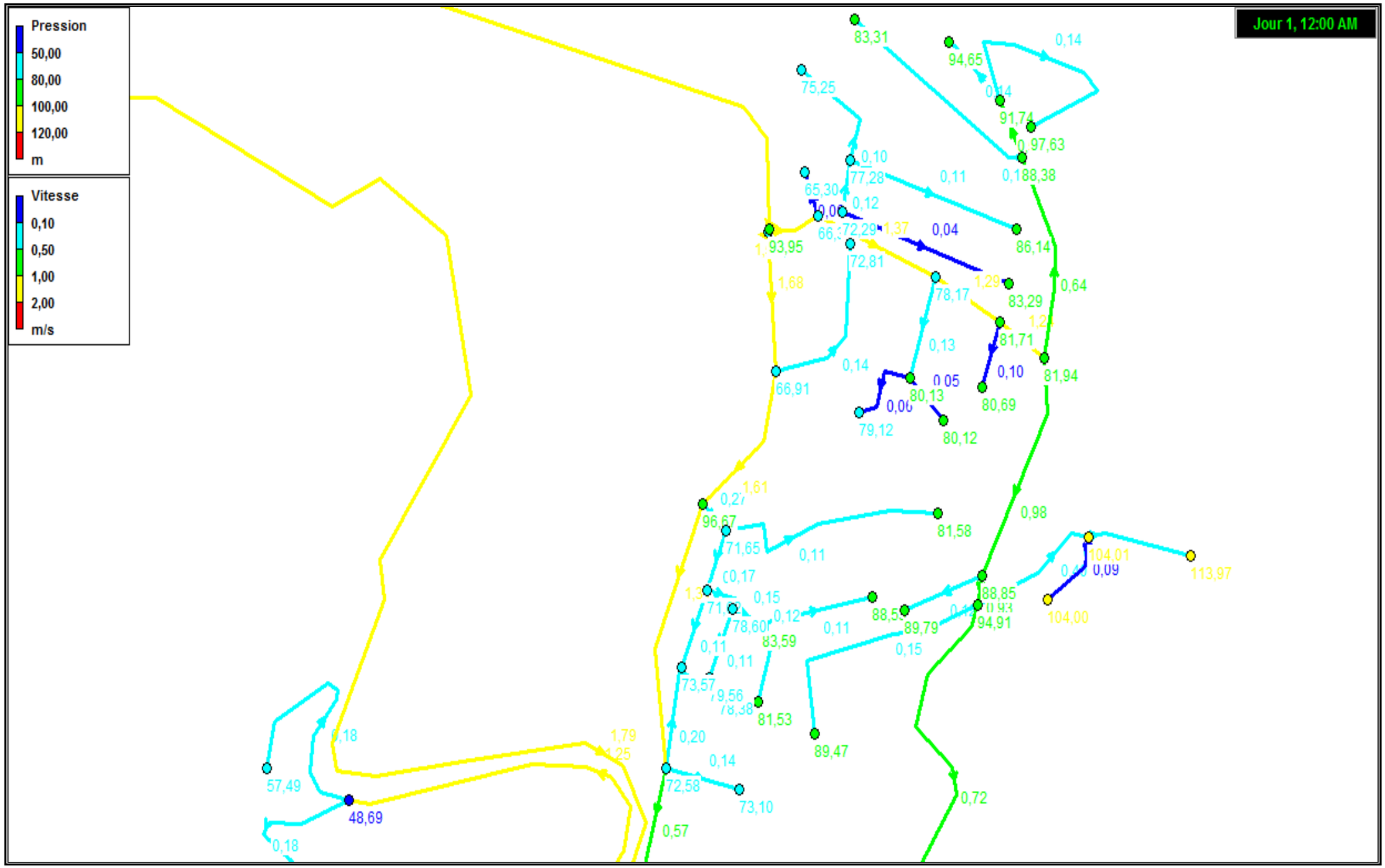


Figure IV.6 Réseau d'AEP de la ville Theniet Ennasr à l'horizon 2050 (zone 2)

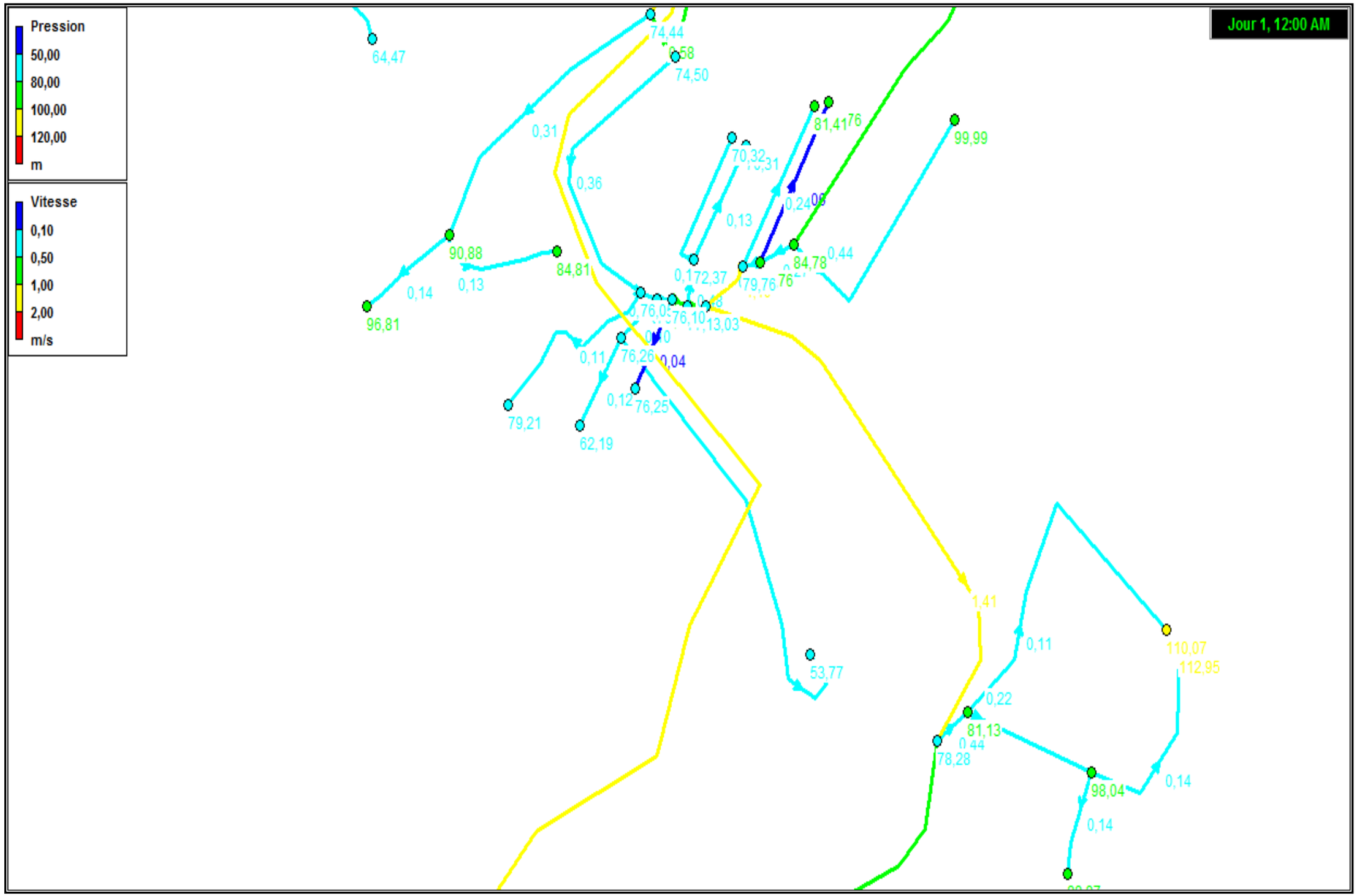


Figure IV.7 Réseau d'AEP de la ville Theniet Ennasr à l'horizon 2050 (zone 3)

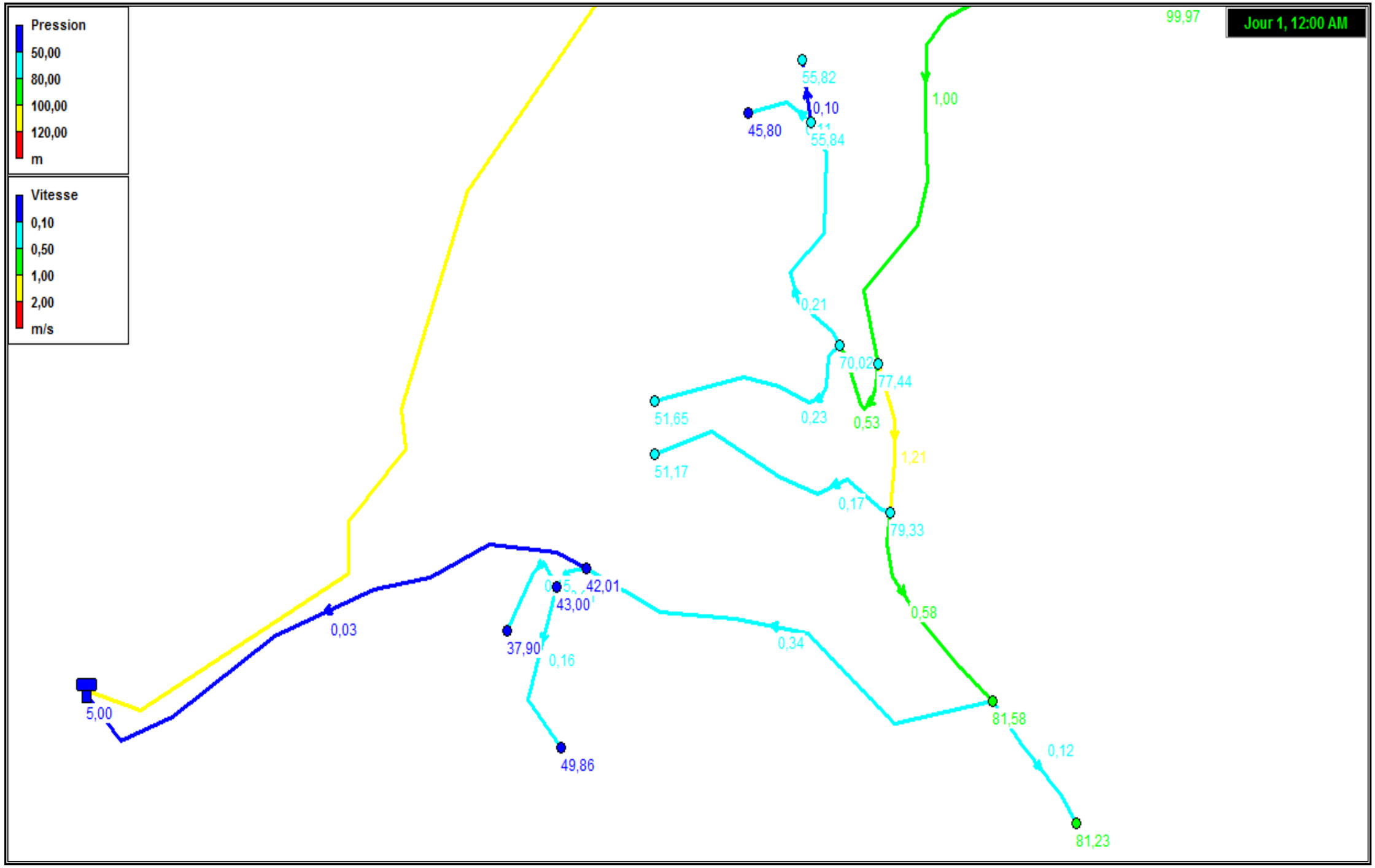


Figure IV.8 Réseau d'AEP de la ville Theniet Ennasr à l'horizon 2050 (zone 4)